

30-0243/001

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

SONDERFORSCHUNGSBEREICH BRANDVERHALTEN VON BAUTEILEN

DER SPRECHER: o. Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

Brandschutztechnische Beurteilung von Gesamtkonstruktionen in Stahlbetonbauweise

von

o.Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

Dr.-Ing. A. Haksever

Prof. Dr.-Ing. U. Schneider

BIBLIOTHEK

**Institut für Baustoffe, Mechanik und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig**

**Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig**

Inhaltsverzeichnis
(Table of Contents)

1 Einleitung.....	3
2 Grundlagen der Berechnung.....	4
2.1 Thermodynamische Probleme.....	4
2.2 Mechanische Probleme.....	9
3 Analyse des untersuchten Gesamttragwerks.....	13
3.1 Beschreibung der Konstruktion.....	13
3.2 Beschreibung des Brandverlaufs.....	15
3.3 Berechnung der äquivalenten Normbranddauer.....	20
3.4 Tragwerksanalyse.....	25
4 Erfahrungen aus der Praxis.....	32
5 Schlußfolgerungen.....	33
6 Literaturverzeichnis.....	34
7 Liste der Bezeichnungen.....	39

1 Einleitung

In der Vergangenheit wurde bereits verschiedentlich über Möglichkeiten berichtet, das Brandverhalten von Stahlbetonkonstruktionen rechnerisch zu bestimmen. Arbeiten dieser Art wurden vorzugsweise im **Sonderforschungsbereich 148 der Technischen Universität Braunschweig** durchgeführt /1, 2/. Allerdings ist dabei häufig der Eindruck entstanden, daß es sich hierbei ausschließlich um theoriebezogene Verfahren handelt, deren Anwendbarkeit in der Praxis außerordentlich schwierig ist. Es ist nunmehr an der Zeit, diesen fälschlicherweise entstandenen Eindruck durch entsprechende Ausarbeitungen zu korrigieren und zu beseitigen. In dem vorstehenden Bericht wird somit versucht, die brandschutztechnische Analyse einer Gesamtkonstruktion auf **technisch-wissenschaftlicher Basis** durchzuführen und gleichzeitig den Bezug zu den bekannten Brandschutznormen **DIN 4102 und DIN 18 230** herzustellen, so daß das Prinzip der Bauteilbemessung im Brandschutz in seiner Gesamtheit erkennbar wird.

Ausgangspunkt der Überlegungen ist zunächst eine brandschutztechnische Analyse auf der Basis der Wärmebilanztheorie. Damit wird die im Bauwerk zu erwartende Brandeinwirkung für den konkreten Einzelfall ermittelt. Daran anschließend soll diese Brandwirkung über den Begriff der äquivalenten Normbranddauer auf die vergleichbare Brandwirkung eines Normbrandes zurückgeführt werden /3/. Nachdem dies erfolgt ist, kann im weiteren Verlauf die Beurteilung des Gesamtsystems unter Zugrundelegung der Normbrandbeanspruchung nach DIN 4102 erfolgen. Da es sich hierbei jedoch um die Analyse eines Gesamttragwerks handelt, sind die zugrundezulegenden mechanischen Randbedingungen für das Tragwerk entsprechend den tatsächlichen Gegebenheiten zu berücksichtigen. Ein aufwendiges Computersystem zur Simulation dieser Verhältnisse wurde entwickelt und im folgenden angewandt /4/.

2 Grundlagen der Berechnung

2.1 Thermodynamische Probleme

Die theoretische Behandlung der Wärme- und Stofftransportgleichungen in einem Brandraum basiert auf dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik. Danach strömt die infolge des Abbrennens der Brandlasten freiwerdende Energie zum Teil durch die vorhandenen Fensteröffnungen hinaus oder wird von den im Brandraum vorhandenen Massen bzw. Bauteilen gespeichert /5/. Für die Wärmebilanz des Brandbereichs kann daher die Gleichung (2.1) abgeleitet werden (vergl. Bild 2.1):

$$\dot{h}_c - (\dot{h}_L + \dot{h}_O + \dot{h}_W + \dot{h}_g) = 0 \quad \text{Gl. (2.1)}$$

Die zugehörige Massenbilanz im Brandraum ist durch

$$\dot{m}_g - (\dot{m}_L + \dot{R}) = 0 \quad \text{Gl. (2.2)}$$

gegeben.

Die einzelnen Energieterme von Gl. (2.1) lassen sich wie folgt berechnen:

Die Energie der aus dem Brandraum ausströmenden Gase erhält man aus

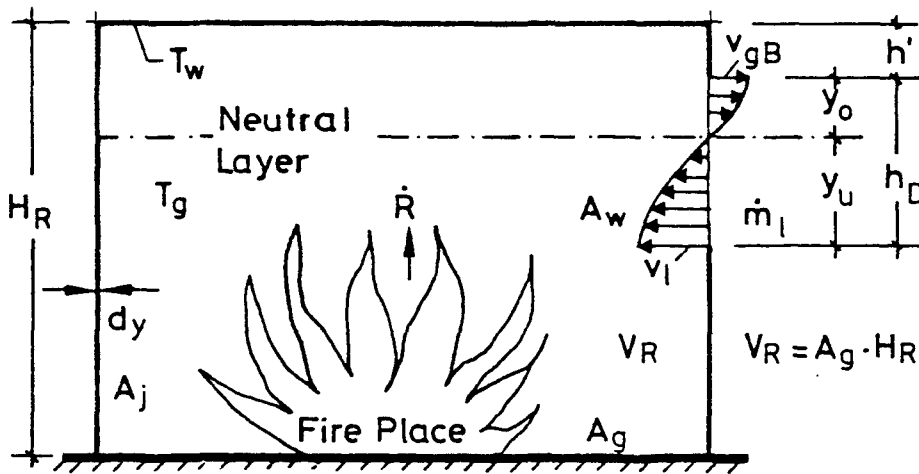


Bild 2.1: Wärmebilanzmodell bei gleichmäßiger Temperaturverteilung im Brandabschnitt

$$\dot{h}_L = \dot{m}_L c_{pg} (T_g - T_o) + \dot{R} \cdot c_{pg} (T_g - T_o) \quad \text{Gl. (2.3)}$$

Die zugehörige spezifische Wärmekapazität c_{pg} nur als Funktion der Temperatur aufgefaßt (ideale Gase). Die in den Brandraum einströmende Frischluftmenge \dot{m}_L läßt sich nach verschiedenen Verfahren berechnen. Bei Vollbränden in kleinen Räumen läßt sich \dot{m}_L gemäß /5/ auf der Grundlage der Stromfadentheorie berechnen. Ansätze dieser Art wurden ursprünglich in Japan entwickelt /6/. Sie sind zumindest bereichsweise experimentell bestätigt und wurden von den verschiedensten Forschern erfolgreich angewandt /7,8/.

Sofern das Brandgeschehen in großen Räumen vor dem Feuerübersprung betrachtet wird, muß die Frischluftmenge über die Intensität und Größe der örtlich begrenzten Feuersäule (Fireplume) berechnet werden. Die Flamme und die aufsteigenden heißen Gase saugen Luft aus der Umgebung an, transportieren diese zur Decke, bilden dort eine Rauchsicht, die bei Vorhandensein von Rauch- und Wärmeabzügen in ihrer Dicke ggf. sogar begrenzt werden kann. Für die Berechnung der in

einer Feuersäule eingesaugten Luftmengen liegen verschiedene Verfahren vor /9,10/. Es hat sich jedoch bis heute keine der bekannten Theorien als überlegen durchgesetzt. Im vorliegenden Fall wird die Frischluftmenge nach Zukoski /10/ berechnet:

$$\dot{m}_L = C \cdot (\dot{R} \cdot H_u)^{1/3} \cdot H^{5/2} \quad \text{Gl. (2.4)}$$

Der Strahlungsverlust durch Fensteröffnungen ergibt sich bei Annahme eines schwarzen Strahlers aus

$$\dot{h}_O = A_w \cdot \sigma (T_g^4 - T_O^4) \quad \text{Gl. (2.5)}$$

Die Energieabgabe für eine bestimmte Bauteiloberfläche A_j läßt sich weiterhin aus

$$\dot{h}_w = A_j \cdot \alpha_j (T_g - T_{wj}) + \varepsilon_{res} \cdot \sigma (T_g^4 - T_{wj}^4) \quad \text{Gl. (2.6)}$$

berechnen. Neben der unbekannten Gastemperatur T_g treten in dieser Gleichung die Temperaturen T_w der Umfassungsbauteile auf. Die Bauteiltemperaturen werden unter Berücksichtigung der Anfangs- und Randbedingungen aus der Fouriergleichung bestimmt:

$$c_w \cdot \rho_w \cdot \frac{\partial T_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (\lambda_w (T_w, x) \frac{\partial T_w}{\partial x}) \quad \text{Gl. (2.7)}$$

wobei hier die x-Koordinate über die Wanddicke d_y gemessen wird. Die Speicherwärme h_g der Gase im Brandraum kann bei kleinen (Wohnräumen) vernachlässigt werden. Ansonsten läßt sie sich aus

$$\dot{h}_g = \rho_g \cdot V_R \cdot c_{pg} \cdot \frac{dT_g}{dT} \quad \text{Gl. (2.8)}$$

ermitteln, sofern im Brandraum eine homogene Temperaturverteilung herrscht.

Aus Gl. (2.1) bis (2.8) lassen sich zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten gewinnen:

$$U(T_g, \dot{m}_L, T_w) = 0 \quad \text{Gl. (2.9)}$$

$$G(\dot{m}_L, T_g, T_w) = 0 \quad \text{Gl. (2.10)}$$

die programmiert auf einer Großrechenanlage schrittweise gelöst werden. Die hierzu erforderliche Iterationsprozedur basiert auf der Darstellung der o.a. U- und G-Funktionen als Taylorsche Reihen

$$\Delta U = U(T_g, \dot{m}_L, T_w) - U(\bar{T}_g, \bar{\dot{m}}_L, T_w) \quad \text{Gl. (2.11)}$$

$$\Delta G = G(\dot{m}_L, T_g, T_w) - G(\bar{\dot{m}}_L, \bar{T}_g, T_w) \quad \text{Gl. (2.12)}$$

wobei für U

$$\Delta U = \left[\frac{\partial U}{\partial T_g} \cdot \xi + \frac{\partial U}{\partial \dot{m}_L} \cdot \eta \right] + \dots \quad \text{Gl. (2.13)}$$

geschrieben werden kann. Auch für G kann eine entsprechende Gleichung herangezogen werden (hier sind T_g und m_L geschätzte Anfangswerte). Nach hinreichend vielen Iterationsschritten konvergieren:

$$\Delta U \rightarrow 0 \quad \text{bzw.} \quad \Delta G \rightarrow 0 \quad \text{Gl. (2.14)}$$

$$T_g = \bar{T}_g + \sum_i^n \xi \quad \text{bzw.} \quad \dot{m}_L = \bar{m} + \sum_i^n \eta \quad \text{Gl. (2.15)}$$

Das gesamte Gleichungssystem wird in Zeitschritten von 10 s jeweils gelöst, so daß das instationäre Verhalten eines Brandes mit praktisch ausreichender Genauigkeit erfaßt wird.

Der Temperatur-Zeit-Verlauf läßt sich allerdings nur dann berechnen, sofern bestimmte Eingangsgrößen bezüglich Brandentstehung, Brandausbreitung und spezifisches Abbrandverhalten der Brandlasten als bekannt vorausgesetzt werden. Weiterhin wird die Annahme getroffen, daß die Temperaturverteilung bei Auftreten eines Brandes am und über dem Brandherd zonenweise homogen ist und die Wärmeabgabe an die Umfassungswände durch einen eindimensionalen Ansatz beschrieben werden kann (s. Bild 3.4). Das Abbrandverhalten der Brandlasten wurde für den vorliegenden Fall anhand von Brandversuchen mit Holzkrippen im Rahmen der Forschungsarbeiten des SFB 148 bestimmt /11/. Im Abschnitt 3.2 werden hierfür zusätzliche Erläuterungen gegeben.

Um die unhomogenen Heißgastemperaturen im Brandraum bestimmen zu können, wird in der Berechnung ein mehrzonales Wärmebilanzmodell benutzt. Dazu wird der gesamte Brandraum in mehrere Teilbrandräume aufgeteilt, die jeweils um und über dem Brandherd angeordnet werden. Die Teilbrandräume werden durch Linien gleicher Temperatur begrenzt und weisen innerhalb ihres Bereiches eine homogene Temperaturverteilung auf; zu bestimmten Zeitpunkten müssen für jeden Teilbrandraum

gesonderte Wärmebilanzrechnungen durchgeführt werden. Durch dieses Vorgehen wird die Durchführung der Wärmebilanzrechnung zwar bedeutend aufwendiger, doch wesentlich wirklichkeitsnaher. Die Verfasser werden in einer anderen Arbeit über diese neue Methode ausführlich berichten.

2.2 Mechanische Probleme

Für den Brandfall ist bislang kein effektives Rechenverfahren für Rahmentragwerke unter Berücksichtigung mitwirkender Plattenbauteile bekannt geworden. Die Gründe sind in erster Linie darin zu sehen, daß das Verformungsverhalten von Bauteilen im Brandfall durch eine Vielzahl von Parametern beeinflußt wird, die rechnerisch nur schwer zu erfassen sind. Vom **Sonderforschungsbereich 148** wurde als erster Schritt zur Beurteilung der Gesamtinteraktion von Bauwerken im Brandfall mit der rechnerisch-experimentellen Untersuchung eines einhäufigen Rahmens begonnen /13/. Die bisher durchgeführten Untersuchungen eindeutig gezeigt, daß statisch unbestimmte Systeme im Brandfall durch Kräfteumlagerungen ihre möglichen Tragreserven aktivieren und dadurch eine **erhöhte Feuerwiderstandsdauer** erreichen können. Die Berechnungen und die Versuche haben außerdem deutlich gemacht, daß bei solchen Systemen im Brandfall im allgemeinen die Knotenmomente ansteigen und nach Erreichen eines Maximums wieder abfallen. Diese Vorgänge sind auf die Einflüsse materialbedingter und geometrischer Nichtlinearitäten zurückzuführen.

Im folgenden wird kurz auf die Grundlagen des angewandten Rechenverfahrens eingegangen. Ausführliche Darstellungen sind in /4, 13 und 21/ zu finden.

Die einfachen Berechnungsverfahren der Statik gehen von dem Kraft- oder dem Weggrößenverfahren aus. Hier werden die Grundlagen des Weggrößenverfahrens auf der Basis einer inelastischen Berechnung angewendet. Gesucht wird die Kombination der Verformungszustände die auch alle Gleichgewichtsbedingungen nach Theorie II. Ordnung erfüllt.

In der üblichen Statik rechnet man schematisch mit Hilfe von Systemskizzen, beispielsweise mit Moment-, Normalkraft-, Querkraft-Linien. Für die computergerechte Behandlung des Problems eines hochgradig statisch unbestimmten Rahmensystems müssen jedoch die Geometrie, das Hauptsystem und die Einheitszustände eindeutig numerisch beschrieben werden. Dazu müssen lokale, für den Stab gültige, und globale, für das System gültige Koordinaten eingeführt werden. Die Belastungen können dabei sowohl durch die zugehörigen Knotenlasten als auch durch die Stablasten angegeben werden.

Für die lokalen, an der Elementachse orientierten Koordinaten sind d_i der Spaltenvektor der Knotenverschiebungen und -verdrehungen und q_i der Schnittgrößenvektor am Knoten i des Stabes.

$$d_i = \begin{bmatrix} \theta_i \\ w_i \\ u_i \end{bmatrix} \quad q_i = \begin{bmatrix} M_{ij} \\ T_{ij} \\ N_{ij} \end{bmatrix} \quad \text{Gl. (2.16)}$$

Aus dem inelastischen Verhalten des Stabes ij folgt die Zuordnung

$$[q]_{ij} = [k]_{ij} [d]_{ij} + [p_0]_{ij} \quad \text{Gl. (2.17)}$$

$[k]_{ij}$ bedeutet hier die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Stabes. Sie wird für den ganzen Stab unter Berücksichtigung der Steifigkeitsänderungen längs der Stabachse und der Einflüsse aus Theorie II. Ordnung ermittelt. $[k]_{ij}$ resultiert aus vier quadratischen Matrizen. $[d]_{ij}$ ist ein Spaltenvektor für die Stabendverschiebungen, während $[p]_{ij}$ einen Spaltenvektor der äußeren Belastungen der Systemstäbe darstellt.

Mit der Transformationsmatrix $[T_2]$ können die Verschiebungsgrößen- und die Schnittgrößenvektoren auf die globalen, am System orientierten Koordinaten bezogen werden. Damit ergeben sich für jeden Systemstab

$$[q]_{ix} = [T_2]_i \cdot [q]_i \quad \text{Gl. (2.18)}$$

$$[d]_{ix} = [T_2]_i^T \cdot [d]_i \quad \text{Gl. (2.19)}$$

und bei Berücksichtigung

$$[T_2]^{-1} = [T_2]^T \quad \text{Gl. (2.20)}$$

ergibt sich eine inverse Beziehung zwischen

$$[q]_i = [T_2]_i^T \cdot [q]_{ix} \quad \text{Gl. (2.21)}$$

$$[d]_i = [T_2]_i \cdot [d]_{ix} \quad \text{Gl. (2.22)}$$

Für das globale Koordinationssystem können die Steifigkeitsmatrizen des Stabes entsprechend geschrieben werden /14/:

$$[k]_{ix} = [T_2] \cdot [k]_i \cdot [T_2]^T \quad \text{Gl. (2.23)}$$

Durch die Bestimmung der d_x -Verschiebungsgrößen können somit mit Gl. (2.22) die Verschiebungsvektoren und anschließend mit Gl. (2.17) die Schnittgrößenvektoren ermittelt werden.

Die Gleichungen (2.17) bis (2.23) wurden in der Art entwickelt, daß sie die geometrischen Verträglichkeitsbedingungen erfüllen. Die Gleichgewichtsbedingungen in jedem Knotenpunkt des Gesamtsystems müssen außerdem eingehalten werden, was mit Gl. (2.24) gelingt:

$$\sum_{j=1}^n [k]_{ix} \cdot [d]_{ix} + \sum_{j=1}^n [k]_{jx} \cdot [d]_{jx} + \sum [p_0]_x = [q]_x \quad \text{Gl. (2.24)}$$

$[q]$ ist hier ein Spaltenvektor der Knotenbelastungen. Das lineare Gleichungssystem (2.24) kann auch in Kurzform, wie Gl. (2.25) zeigt, geschrieben werden:

$$[s] \cdot [d] + [p_0] = [q] \quad \text{Gl. (2.25)}$$

$[s]$ zeigt jetzt die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Systems unter Berücksichtigung der Steifigkeitsverteilungen nach Theorie II. Ordnung an, während $[p_0]$ und $[q]$ Spaltenvektoren für die Belastungen des Systems repräsentieren. Für den Brandfall muß die Matrix $[p_0]$ mit der Matrix $[p_t]$ der thermischen Belastung superponiert werden:

$$[\bar{p}_0] = [p_0] + [p_t] \quad \text{Gl. (2.26)}$$

Damit ist für eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung Gl. (2.26) unter Berücksichtigung des verformten Zustands eines Stabes zu ermitteln /15/. Bei dieser Berechnung müssen selbstverständlich materialbedingte Nichtlinearitäten infolge der Temperaturerhöhung berücksichtigt werden. Im Rahmen dieser Arbeit kann auf Einzelheiten dieser Art nicht eingegangen werden, es sei daher wiederum auf die entsprechende Literatur verwiesen /3, 16/. Die Verfasser werden demnächst darüber hinaus in einer gesonderten Studie diese Einflüsse ausführlich diskutieren, wobei vor allem der Einfluß der materialbedingten Nichtlinearitäten auf Zwängungs- und Relaxationsprobleme zu behandeln sein wird.

3 Analyse des untersuchten Gesamttragwerks

3.1 Beschreibung der Konstruktion

Bei der zu untersuchenden Konstruktion handelt es sich um eine zweigeschossige Stahlbetonhalle von 36 m Länge und 26 m Breite. Die Halle ist etwa 11 m hoch, wobei das Untergeschoß zu 50% im Erdreich liegt (s. Bild 3.1). Das Obergeschoß wird als Fertigungshalle benutzt. Es besteht überwiegend aus Fertigteil-elementen. Die Obergeschoßstützen sind als Kragstützen ausgebildet, als Binder dienen Spannbeton-Fertigteil-Elemente, die Dachdecke besteht aus Gasbeton-Fertigteil-Platten. Die gegenseitige Aussteifung der Kragstützen erfolgt durch einen umlaufenden Randbalken. In der Fertigungshalle laufen zwei Kräne in Querrichtung mit einer Tragkapazität von jeweils 150 kN. Die Halle zeigt Fenster nach allen vier Seiten mit Normalverglasung. Die Fensterbrüstung hat ungefähr eine Höhe von 1,50 m.

Cross - Section A-A

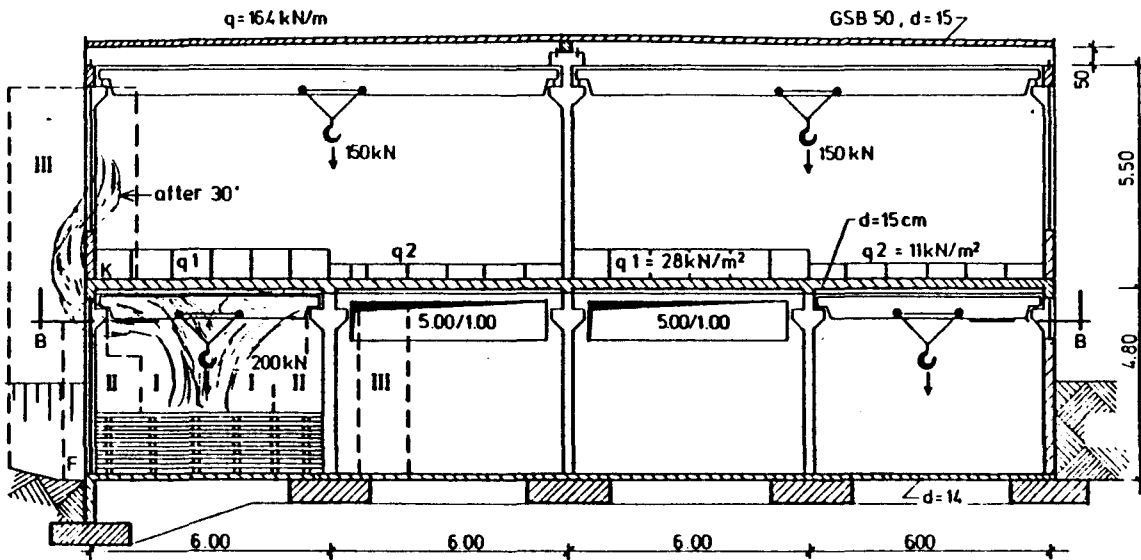


Bild 3.1: Längsschnitt durch die untersuchte stahlbeton-konstruktion

Die Konstruktion des Kellergeschosses besteht aus einem mehrfeldrigen Rahmensystem, wobei die Aussteifung des Rahmens durch die Kellerdecke und Querwände erfolgt. Die Kellergeschoßdecke bildet eine Massivplatte mit einer Dicke von 15 cm. In diesem Geschoß werden überwiegend Industriegüter gelagert. In einigen Feldbereichen der Konstruktion sind dazu längsseits Öffnungen angeordnet. An einer Seite sind mehrere Toröffnungen vorhanden, um die Industriegüter in das Kellergeschoß transportieren zu können. Den Rahmenöffnungen des Geschosses laufen in Querrichtung Kräne mit einer Kapazität von 200 kN, die zur Verteilung der Lagergüter dienen. Bild 3.1 zeigt den Schnitt A-A des Rahmensystems in Längsrichtung mit den anteiligen Belastungen der Bauteile.

3.2 Beschreibung des Brandverlaufs

Im folgenden wird das Brandgeschehen bei einem lokalen Brand im Kellergeschoß untersucht. Diese Fragestellung ist deshalb besonders wichtig, weil es in diesem Fall darum geht, das Zusammenwirken der Gesamtkonstruktion bei einer lokalen Bauteilbeanspruchung zu erfassen /17/. Solche lokalen Beanspruchungen treten in der Praxis besonders häufig auf. Untersuchungen über deren Auswirkungen sind dagegen kaum bekannt.

Auf Bild 3.2 ist der untersuchte Brandbereich dargestellt. Es wird von einem effektiv beflamnten Deckenbereich ausgegangen, der sich über einen Bereich von 6 m x 6 m (siehe Schraffur) erstreckt. Es wird angenommen, daß in diesem Abschnitt der Deckenputz durch Brandangriff großflächig herabgefallen ist. Da die Rahmenriegel als Plattenbalken mit seitlich anschließenden Massivplatten monolithisch hergestellt sind, müssen die Verschiebungen des Rahmens im Brandbereich in Verbindung mit den Scheibenverformungen der Geschoßdecke berechnet werden. Die Scheibenverformungen der Geschoßdecke werden mit einem Rechenprogramm, welches Im Sonderforschungsbereich 148 entwickelt worden ist, ermittelt /18/. Die berechneten Scheibenverformungen müssen mit den Knotenverschiebungen der beflamnten Riegel des Rahmensystems übereinstimmen. Das Scheibenprogramm dient hier als ein Unterprogramm für ein vergleichsweise umfangreiches Programmsystem für Rahmentragwerke. Die Zwängungen des Rahmenriegels werden in Verbindung mit den zugelassenen Dehnungen, die nach der Scheibentheorie ermittelt worden sind, berechnet. Auf einige Einzelheiten der Berechnung wird im Abschnitt 3.3 noch näher eingegangen.

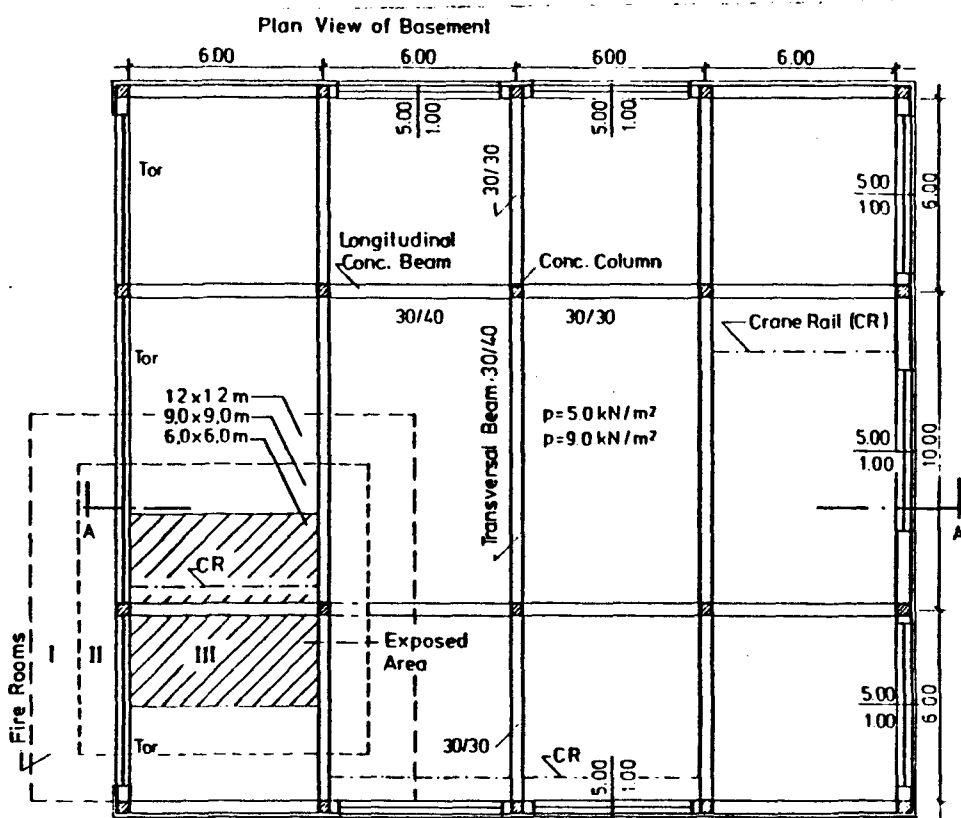


Bild 3.2: Kellergeschoss der untersuchten Stahlbetonkonstruktion

Zur Vereinfachung des Problems wurden die im Kellergeschoß vorhandenen Brandlasten auf äquivalente Holzkrippenbrandlasten umgerechnet. Die Holzkrippen haben eine Stapeldichte von 50 %, wobei zwei Fälle unterschieden werden: Einmal wurde eine Brandlast von 1.500 kg und zum anderen eine für 2.500 kg betrachtet. Für solche Holzkrippen sind die Abbrandcharakteristika aus Brandversuchen mit ausreichender Luftzufuhr, die im Sonderforschungsbereich 148 durchgeführt wurden, bekannt /11/. Auf Bild 3.3 sind die in solchen Fällen zu erwartenden Abbrandraten bzw. Restbrandlastmengen in Abhängigkeit von der Branddauer angegeben. Dabei ist angenommen, daß sich der Brandherd von der Mitte der Brandlast her nach allen Seiten gleichmäßig ausbreitet. Die gemessenen Brandausbreitungsgeschwindigkeiten lagen im Mittel bei 0,25 m/min. Es ergibt sich die spezifische Abbrandrate der Brandlasten nach Gl. (3.1):

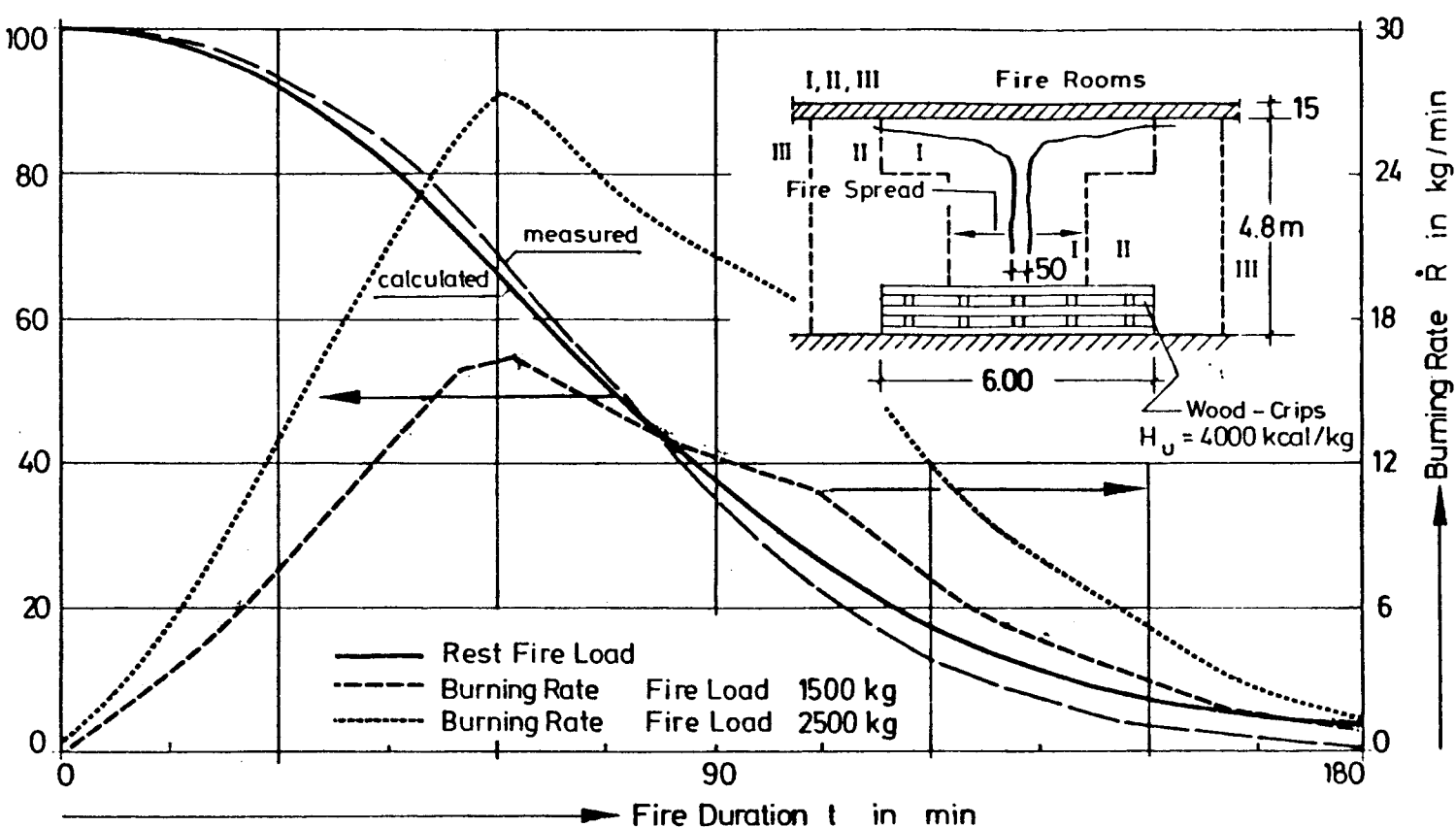


Bild 3.3: Abbrandraten der untersuchten Holzbrandlasten
(experimentell)

$$\dot{R}_{sp} = - \frac{\text{grad } Q}{F_b (v_g)} \quad \text{Gl. (3.1)}$$

Gl. (3.1) zeigt deutlich, daß die spezifische Abbrandrate über die Branddauer nicht konstant sein kann, wie von einigen Autoren angenommen wird /22/. Im vorliegenden Fall ergeben sich spezifische Abbrandraten zum Zeitpunkt des Flashovers, je nach Brandlastmenge, in einer Größenordnung von 15 - 30 kg/m²/h.

Über der Brandlast entsteht eine Feuersäule (Fireplume), die mit

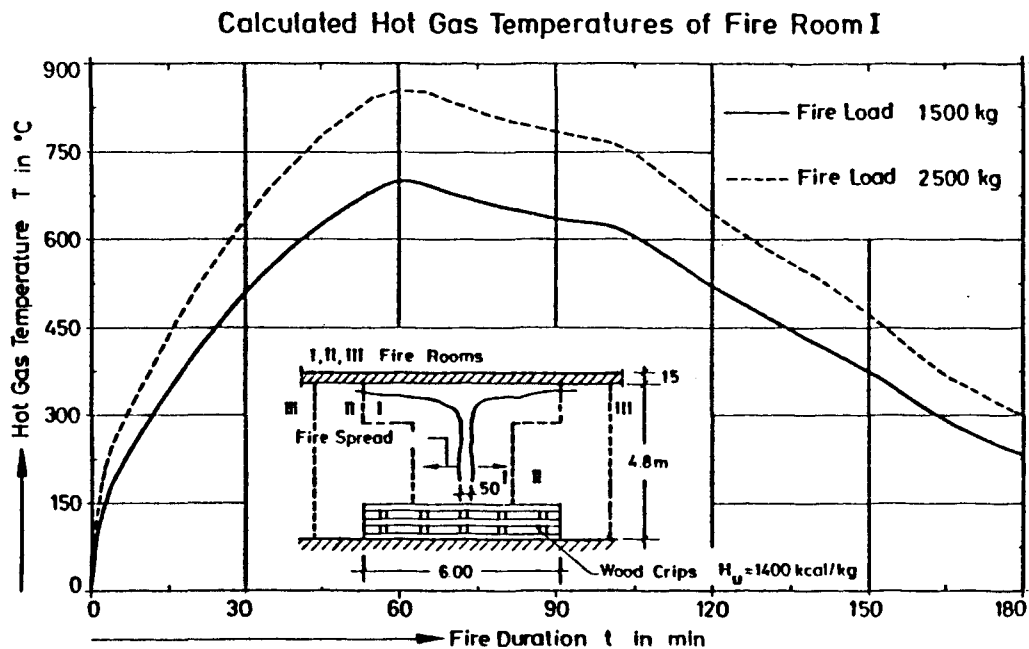


Bild 3.4: Berechnete Heißgastemperaturen unterhalb der Kellergeschoßdecke

ihren heißen Brandgasen die Stahlbetondecke und den Rahmenriegel umspült.

Die mittlere Heißgastemperatur der Teilbrandräume (s. Bild 3.1) wird berechnet aus der Temperatur der heißen Brandgase abzüglich der Strahlungswärmeverluste sowie der Wärmeübergangsverluste an die angrenzenden Bauteile und der Verluste durch Abströmung der Rauchgase. Das verwendete Wärmebilanzmodell wurde in Abschnitt 2.2 bereits erläutert. Als Rechenergebnis erhält man im vorliegenden Fall den zeitlichen Verlauf der Heißgastemperaturen im Bereich der Geschoßdecken (Zone I). Dieser Verlauf ist auf dem Bild 3.4 dargestellt. Temperaturverläufe in den anderen Teilbrandräumen wurden übersichtlichkeitshalber nicht dargestellt. Die Temperaturen gleichen sich jedoch, nach den vorliegenden thermodynamischen Randbedingungen,

Calculated Air Flows

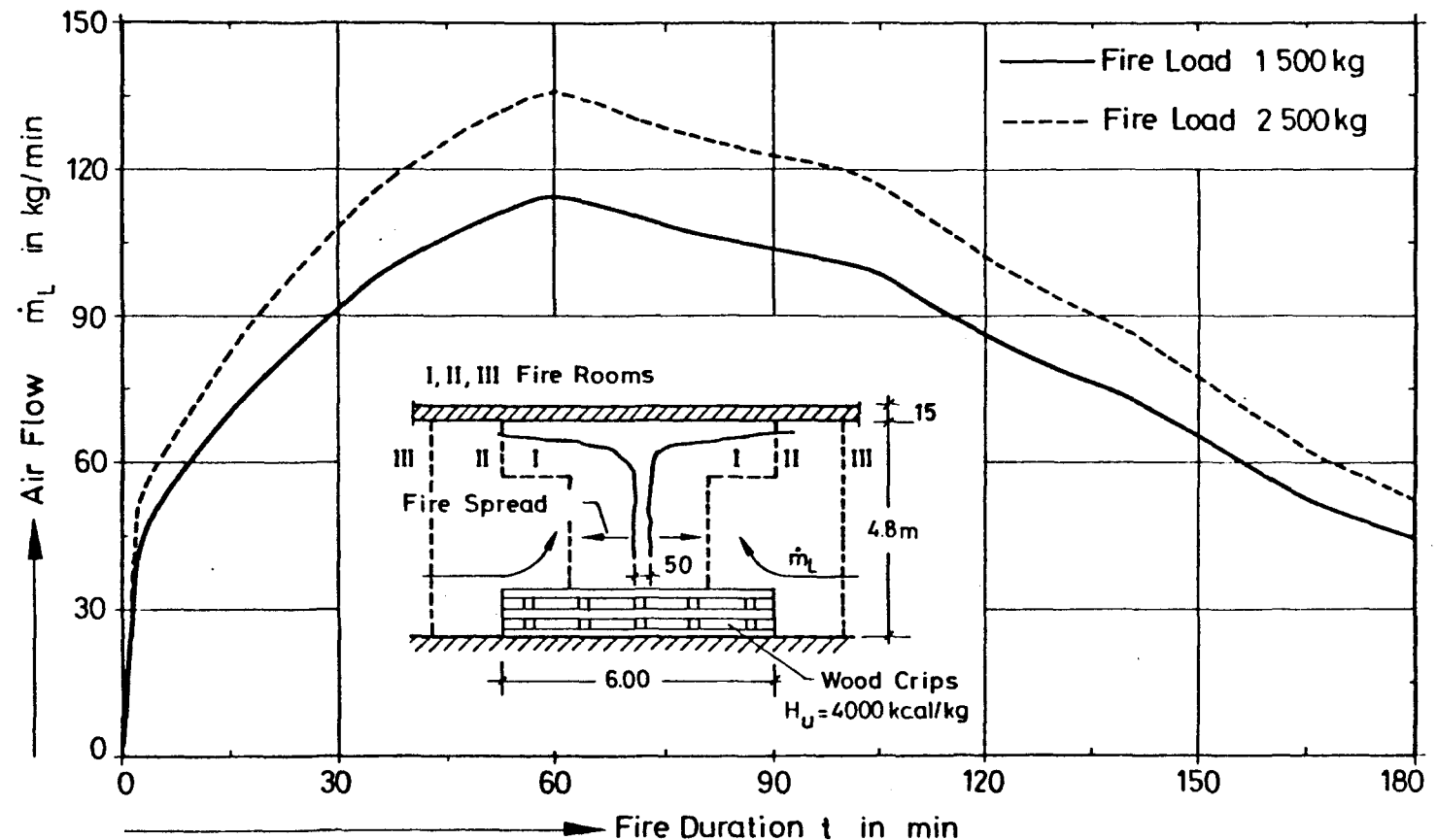


Bild 3.5: Berechnete Luftzufuhrraten beim Abbrand der Holzbrandlasten

nach 20 - 30 min Branddauer an den Temperaturverlauf in der Zone I an (s. Bild 3.4). Für die kleinere Brandlast ergeben sich erwartungsgemäß um 100 bis 150 °C geringere Temperaturen. Die Branddauern lagen in beiden Fällen bei weit über zwei Stunden - ein Rechenergebnis, welches qualitativ die in der Praxis häufig beobachteten zeitlichen Abläufe von Kellerbränden gut wiedergibt.

Bild 3.5 zeigt die für beide Brandlasten ermittelten Luftzufuhrraten über der Branddauer. Die maximalen Luftzufuhrraten werden etwa nach 60 Minuten erreicht. Diese Luftzufuhrraten wurden, wie bereits erwähnt, nach Zukoski /10/ ermittelt, wobei der von Zukoski anhand von Modellversuchen bestimmte Entrainmentkoeffizient um etwa 40 % erhöht werden mußte, weil sich sonst keine vernünftigen Luftwechselraten einstellten. Diese Annahme setzt, auf der sicheren Seite liegend, voraus, daß das Kellergeschoß in diesem Fall durch geöffnete

Tore und Fensterbänder hinreichend belüftet ist.

Bild 3.6 zeigt entsprechend den errechneten Luftwechselraten die Sauerstoffkonzentration im Brandbereich in Vol.-%. Man erkennt, daß in jedem Fall ausreichende Sauerstoffmengen zur Verfügung stehen, lediglich bei der Simulation der hohen Brandlast tritt nach 60 Minuten Branddauer kurzzeitig ein effektiver Sauerstoffmangel und somit eine unvollständige Verbrennung auf. Im Rechenprogramm werden die zur Verfügung stehenden Sauerstoffmengen automatisch kontrolliert. Bei Sauerstoffmangel wird die Energiefreisetzung der brennenden Stoffe entsprechend selbsttätig korrigiert bzw. festgelegt. Die Abbrandraten bleiben davon jedoch unberührt.

In der Praxis wird der Fall des ausreichenden O_2 -Gehalts der Luft fast ausnahmslos maßgebend sein, da die Fenster durch Wärmeeinwirkung und Druckaufbau im Brandraum zerstört werden. Der Fall des Luftman-gels wurde hier nicht untersucht.

3.3 Berechnung der äquivalenten Normbranddauer

Im Zuge der brandschutztechnischen Analyse werden nun nicht die rechnerisch ermittelten Temperaturen auf die Bauteile übertragen, vielmehr werden diese Temperaturen in äquivalente Normbrandbeanspruchungen umgerechnet.

Das Arbeiten mit der äquivalenten Normbrandbeanspruchung hat den Vorteil, daß aus Normbrandversuchen nach DIN 4102 vorliegende brandschutztechnische Erfahrungen Verwendung finden können. Zur Ermittlung der äquivalenten Normbranddauer wird das in /3/ beschriebene Verfahren angewandt, d.h. aus den ermittelten Temperaturen, beispielsweise in der Geschoßdecke, wird die kritische Temperatur der Feldbewehrung ausgewählt und mit der Erwärmung der Bewehrung einer

Calculated Oxygen Concentrations

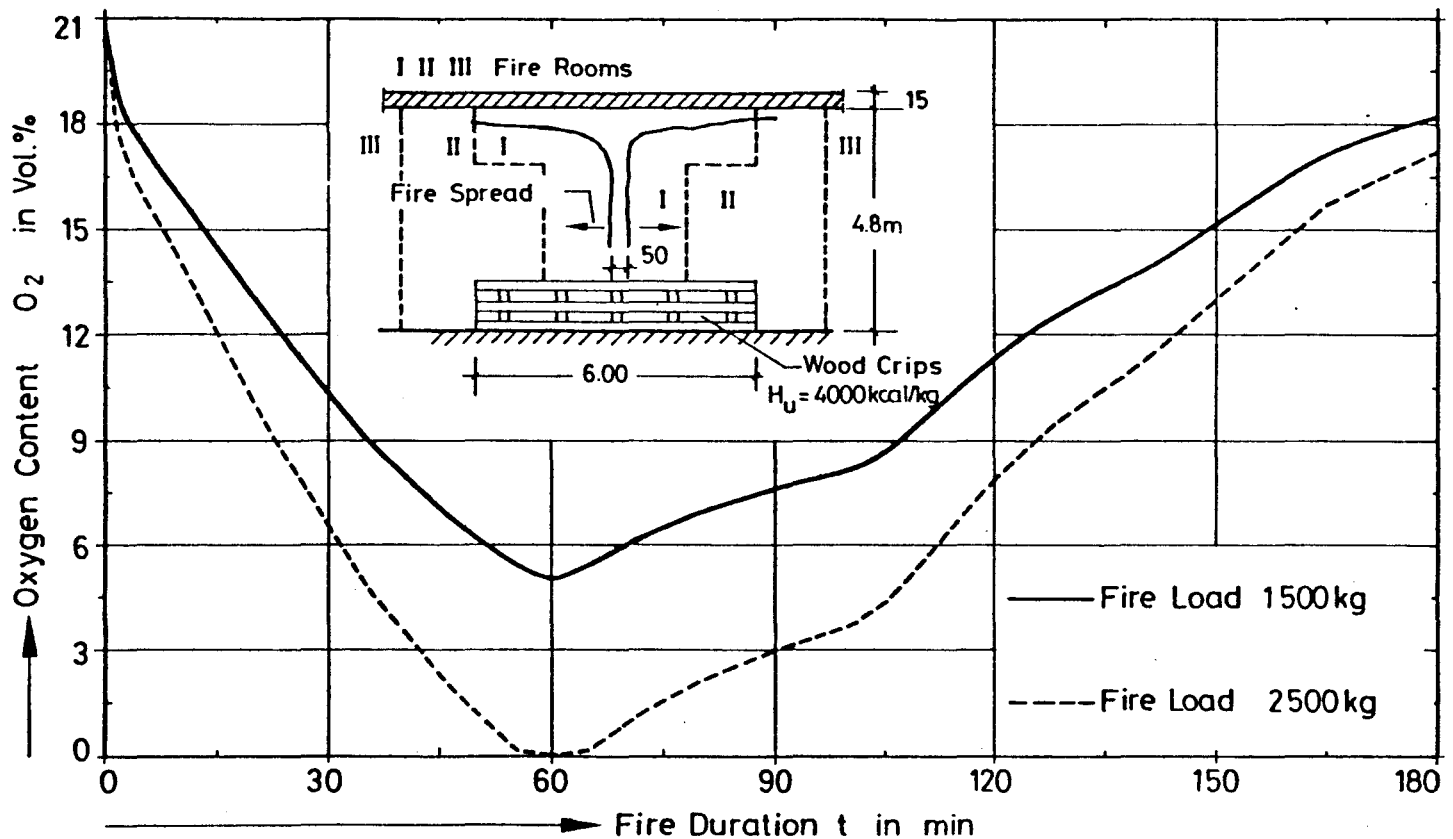


Bild 3.6: Berechnete Sauerstoffkonzentration in der Rauchgasschicht

gleichartigen Geschoßdecke, die der Normbrandbeanspruchung unterliegt, verglichen.

Auf Bild 3.7 und 3.8 sind beispielhaft die Temperaturprofile in den Geschoßdecken für die beiden untersuchten Brandlasten in Abhängigkeit von der jeweiligen Branddauer dargestellt. Die äußere umhüllende Kurve stellt jeweils die Maximaltemperaturen in Abhängigkeit von der gewählten Meßtiefe (Überdeckung) dar, die während des Naturbrandes erreicht wurden. Man stellt fest, daß in einer Tiefe von etwa 3 cm die Maximaltemperaturen bei der kleinen Brandlast etwa 355° und bei der großen Brandlast etwa 455° betragen. Vergleicht man nun diese Temperaturen mit den Temperaturen in einer Stahlbetonplatte, die gemäß DIN 4102 einseitig aufgeheizt wird, so ergibt sich eine äquivalente Branddauer, die bei der großen Brandlast etwa 75 Minuten und bei der kleinen Brandlast last etwa 55 Minuten beträgt

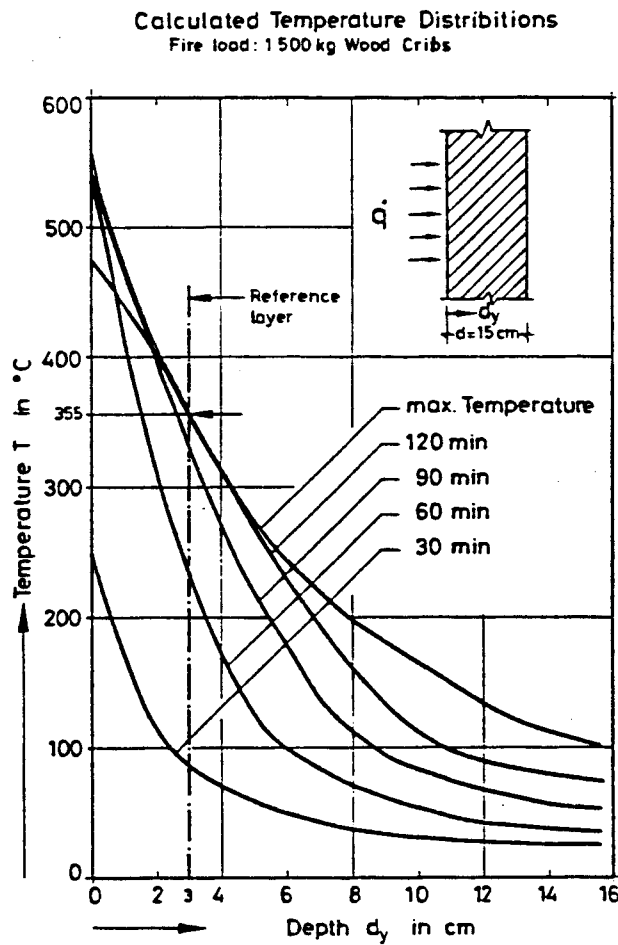


Bild 3.7: Berechnete Temperaturprofile in der Geschoßdecke bei 1500 kg Brandlast

(vgl. Bild 3.9). Dieselben äquivalenten Branddauern werden im übrigen auch bei Zugrundelegung der Stahltemperaturen der allseitig beflaminten Randstütze ermittelt, wenn sie im Normbrand allseitig erwärmt wird.

Durch diese Betrachtung ist das Brandgeschehen in der Stahlbetonhalle auf den Normbrand zurückgeführt, so daß im weiteren Verlauf der Berechnung Normbrandbeanspruchungen von 55 bzw. 75 Minuten zugrunde gelegt werden konnten.

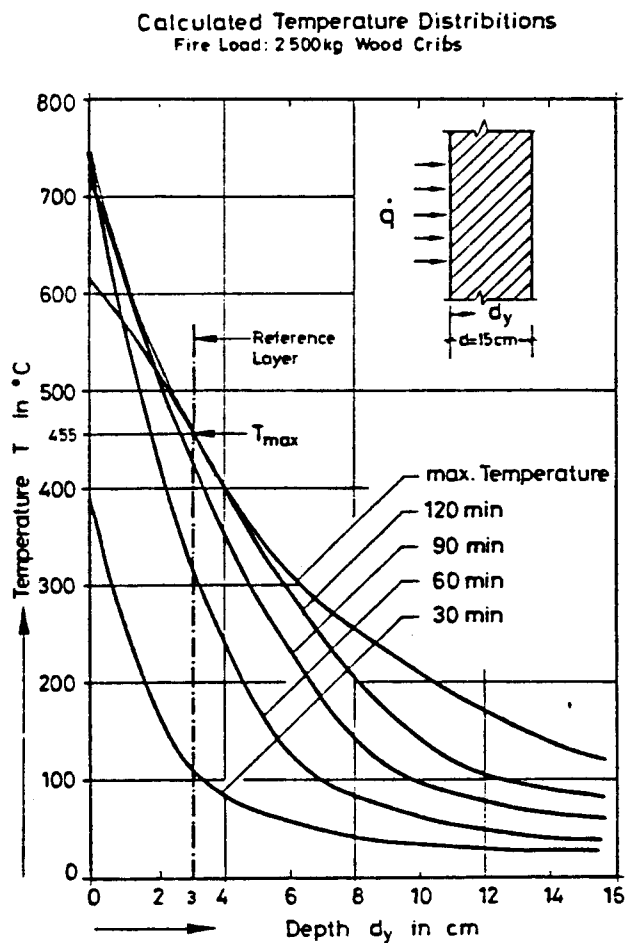


Bild 3.8: Berechnete Temperaturprofile in der Geschoßdecke bei 2500 kg Brandlast

Berechnet man übrigens die äquivalenten Normbranddauern nach den Ansätzen der Vornorm DIN 18 230 "Baulicher Brandschutz im Industriebau", so erhält man für die größere Brandlast eine äquivalente Normbranddauer von

$$t_{\text{ä}} = c \cdot w \cdot q \cdot m = 0,2 \cdot 1,2 \cdot 333 \cdot 1,0 = 80 \text{ min}$$

und für die kleinere Brandlast eine äquivalente Normbranddauer von

Calculated Temperatures
of a concrete slab . d=15 cm

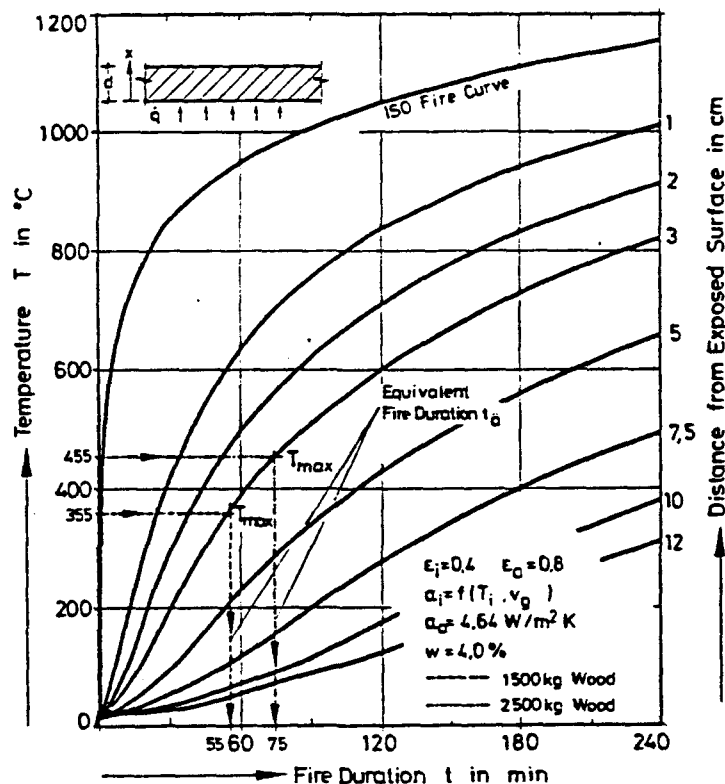


Bild 3.9: Berechnete Temperaturen in einer Stahlbetonplatte (d=15cm) in verschiedenen Abständen von der beflamten Seite

$$t_a = 80 \cdot 1,5/2,5 = 48 \text{ min.}$$

Dabei wurde angenommen, daß der Wärmeabzugsfaktor w der Norm in diesem Fall bei 1,2 und der Umrechnungsfaktor c bei 0,2 liegt. Man sieht hier, daß die Normwerte nach DIN 18 230 und die theoretisch ermittelten Werte ungefähr übereinstimmen. Bezieht man allerdings den Wärmeabzugsfaktor w auf die Teilfläche des Bandherdes von 36 m^2 , was gemäß der Vornorm für alleinstehende lokale Brandlastanhäufungen zulässig ist, so ergeben sich rechnerisch wesentlich geringere äquivalente Normbranddauern. Bei einer Überarbeitung von DIN 18 230 wird man diesen Sachverhalt genauer untersuchen müssen.

3.4 Tragwerksanalyse

Die Analyse des Gesamttragwerks kann nunmehr unter Zugrundelegung einer Einheitstemperaturbeanspruchung gemäß DIN 4102 erfolgen. Die Analyse erfolgt schrittweise, wobei das Tragverhalten des gesamten Rahmensystems infolge der Brandbeanspruchung rechnerisch untersucht wird. Dabei müssen die Schnittgrößen und die Verformungen der Bauteile über die Branddauer hinweg ermittelt werden.

Zur weiteren Verifizierung der Rechenergebnisse wird hier auch über Brandversuche an Stützen berichtet und eine Gegenüberstellung der Rechen- und Versuchsergebnisse vorgenommen. Die Stützenversuche wurden in der Art durchgeführt, daß die gerechneten Kopfverschiebungen und -verdrehungen der beheizten Stütze, die aus der Gesamttragwerksanalyse herrühren, im Versuch simuliert wurden.

Auf Bild 3.10 wurden die geometrischen und mechanischen Angaben und Eigenschaften der in diesem Fall untersuchten Stahlbetonstützen zusammengestellt. Die Stütze ist von mäßiger Schlankheit und bei Lagerung nach dem Euler-Fall II nach den gegenwärtigen Vorschriften von DIN 4102 Teil 4 als F 90-Stütze einzustufen.

Bild 3.10 zeigt das Gesamttragverhalten der Rahmenstütze K-F unter Einheitstemperaturbeanspruchung, wobei zunächst davon ausgegangen wurde, daß diese Stütze am Fuß F des Fundaments eingespannt ist und am Kopf K mit dem Gesamtrahmensystem in Interaktion steht. Sie erfährt während der Temperatureinwirkung am Stützenkopf somit Verdrehungen und Verschiebungen infolge der Verformungen des Rahmensystems. Das Bild zeigt auf der linken Seite die berechneten horizontalen Verschiebungen u_K des Stützenkopfes in Abhängigkeit von der Branddauer. Auf der rechten Seite sind demgegenüber die Verdrehungen des Stützenkopfes dargestellt. Entsprechend der monotonen Zunahme der Einheitstemperaturkurve nehmen auch die Verformungen in beiden Fällen monoton zu.

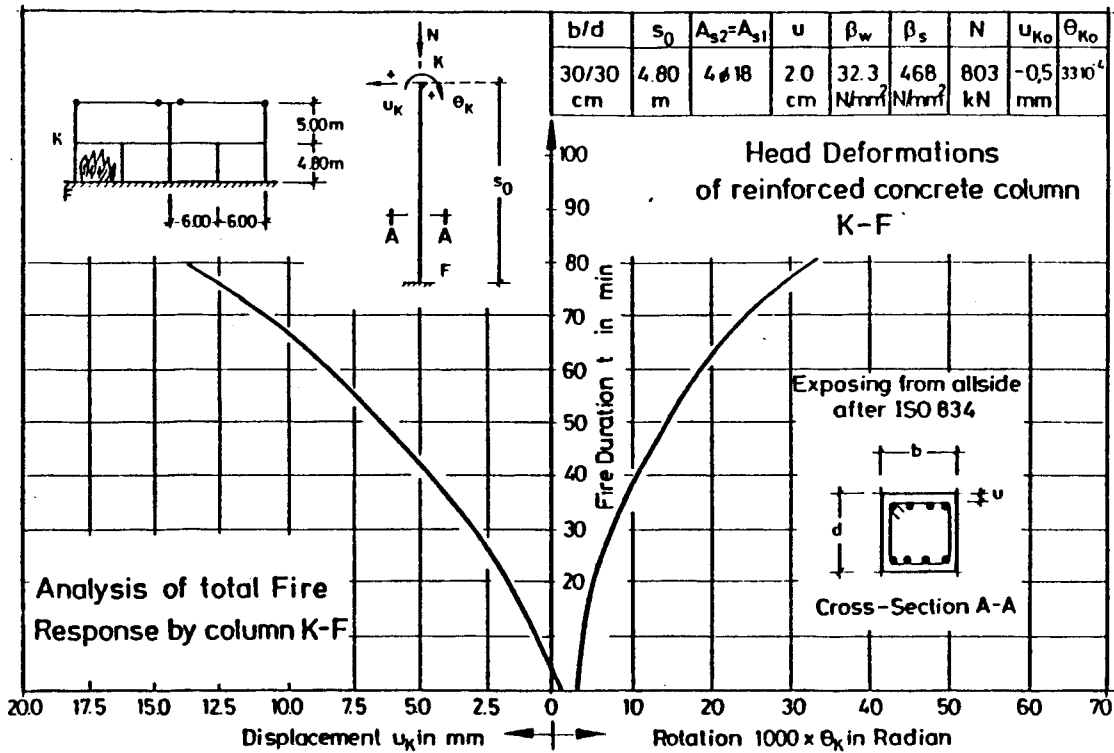


Bild 3.10: Berechnete Verschiebungen und Verdrehungen der Randstütze K-F bei lokaler Brandbeanspruchung des Stahlbetonrahmens

Auf Bild 3.11 ist detailliert dargestellt, wie sich die Rahmenstütze in dem untersuchten Gesamtsystem infolge eines Brandes verdrehen bzw. verschieben wird. Die Rahmenstütze macht am Kopf eine Verschiebung nach links und eine Verdrehung im Uhrzeigersinn (Bild 3.11, linke Seite). Ebenso ist eine thermische Dehnung erfolgt. Wie solche vergleichsweise komplizierten Verformungsfiguren in einem Brandversuche nach DIN 4102 an einer Einzelstütze hinreichend genau simuliert werden können, wurde im Sonderforschungsbereich 148 intensiv studiert, wobei die auf der rechten Seite des Bildes 3.11 dargestellte Versuchssimulation entwickelt wurde /1/. Unter der Voraussetzung, daß Verschiebung und Verdrehung des Rahmenknotens rechnerisch abgeschätzt werden können, gestattet die Versuchssimulation eine sehr gute Anpassung der statisch-mechanischen Randbedingungen an die im Bauwerk vorliegenden Verhältnisse.

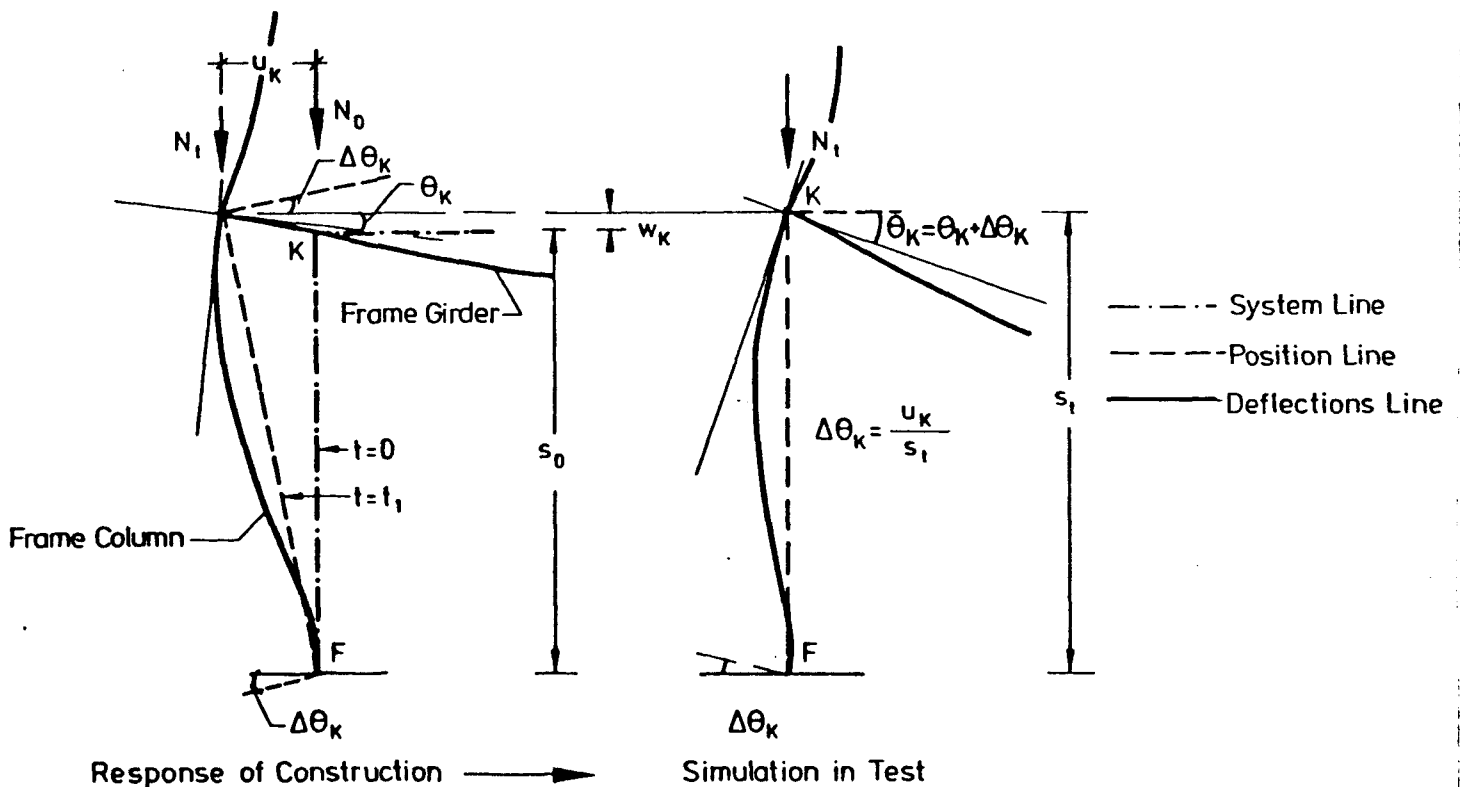


Bild 3.11: Bauwerksverhalten der Randstütze im Rahmensystem und bei der Versuchssimulation

Um die Kopfverschiebung des Rahmenriegels im Gesamttragwerk zu berücksichtigen, wird die Kopfverdrehung θ_K der Stahlbetonstütze im Versuch um $\Delta\theta_K$ erhöht, so daß die Gesamtkopfverdrehung $\theta_K + \Delta\theta_K$ beträgt. Das gleiche gilt auch für die Fußverdrehung der Stahlbetonstütze, wobei hier lediglich die Verdrehung $\Delta\theta_K$ eingehalten werden muß. Bild 3.12 zeigt die rechnerisch ermittelten Kopf- und Fußverdrehungen der Stahlbetonstütze für eine solche Versuchssimulation. Im Versuch nach DIN 4102 werden also die Kopf- und Fußverdrehungen der Stütze in Abhängigkeit von der Branddauer nach Bild 3.12 gesteuert, was einer Simulation des Gesamttragwerksverhaltens bei lokaler Brandbeanspruchung im Bauwerk gleichkommt.

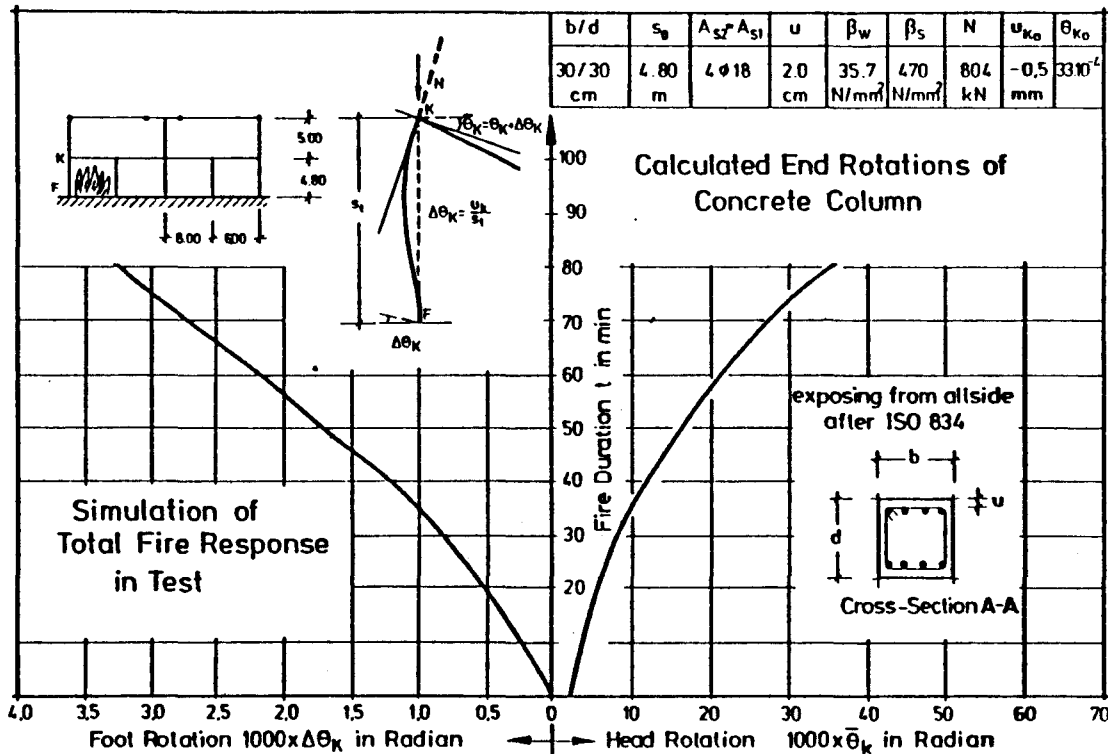


Bild 3.12: Berechnete Kopf- und Fußverdrehungen der Randstütze für die Versuchssimulation

Auf Bild 3.13 sind die in einem solchen Versuch gemessenen Kopf- und Fußmomente mit den rechnerisch ermittelten Stabendmomenten verglichen. In beiden Fällen liegen die gemessenen Momente über den rechnerisch ermittelten Werten. Dies ist die Folge davon, daß bei der rechnerischen Gesamttragwerksanalyse die Einzelweggrößen der Stütze nur annähernd richtig ermittelt werden konnten. Qualitativ ist jedoch eine gute Übereinstimmung zu beobachten. Die Abweichungen sind aber auch auf gestörte Erwärmungsvorgänge in Auflagerbereichen der Stütze zurückzuführen. Ein Vergleich der berechneten und gemessenen Ausbiegungen der Stütze in verschiedenen Stützhöhen zeigt nämlich, daß das Rechenprogramm die Verformungen des Systems mit großer Genauigkeit wiedergibt (vergl. Bild 3.14). Damit ist sichergestellt, daß zumindest die Auswirkungen der Stützenschiebungen auf die Biegemomente (Theorie II. Ordnung) gut erfaßt werden konnten.

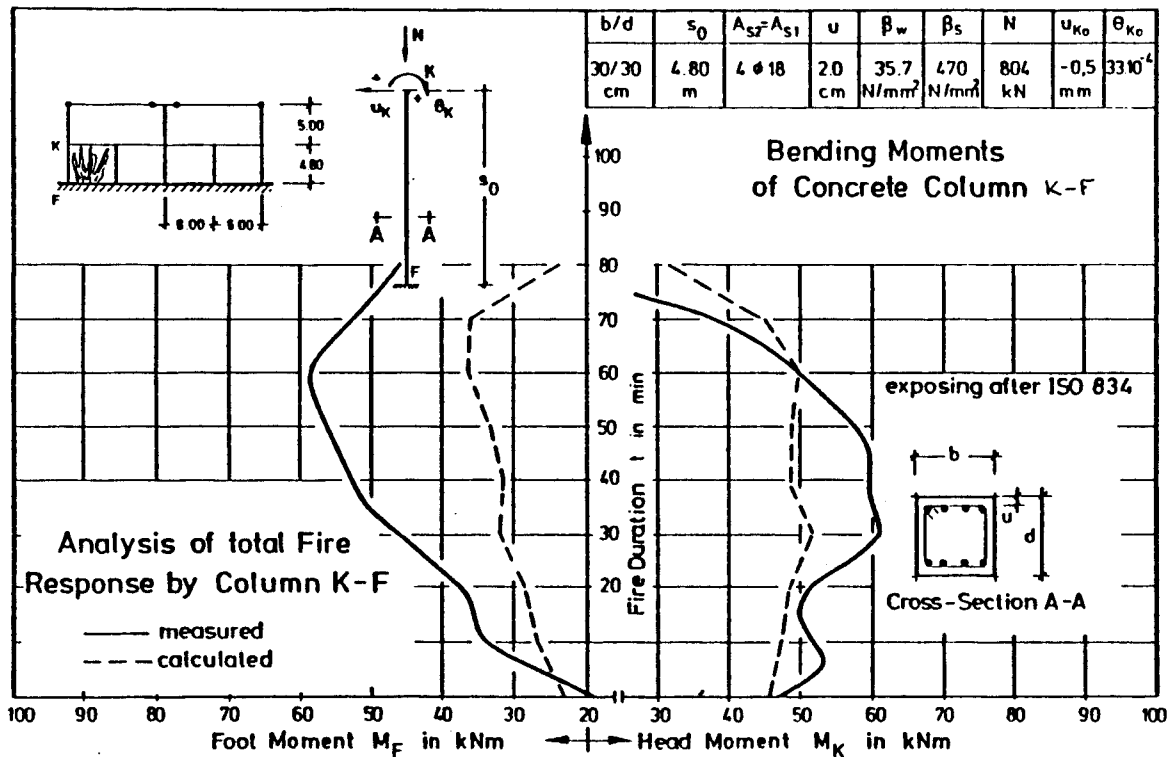


Bild 3.13: Berechnete und gemessene Stabendmomente bei der Versuchssimulation nach DIN 4102

Die Berechnungen haben bei ETK-Beanspruchung nach 80 Minuten Branddauer das Versagen der Rahmenstütze angekündigt. Der Bruchzustand der Stütze im Versuch trat dagegen nach etwa 77 Minuten Branddauer durch ein Versagen im oberen Bereich der Stütze ein.

Bild 3.14 zeigt weiterhin auch die Verformungen der Rahmenstütze infolge der Naturbrandbeanspruchung. Vergleicht man die maximalen Verformungen mit den Verformungen unter ETK-Beanspruchung, so ergeben sich äquivalente Branddauern von 68 bis 74 Minuten.

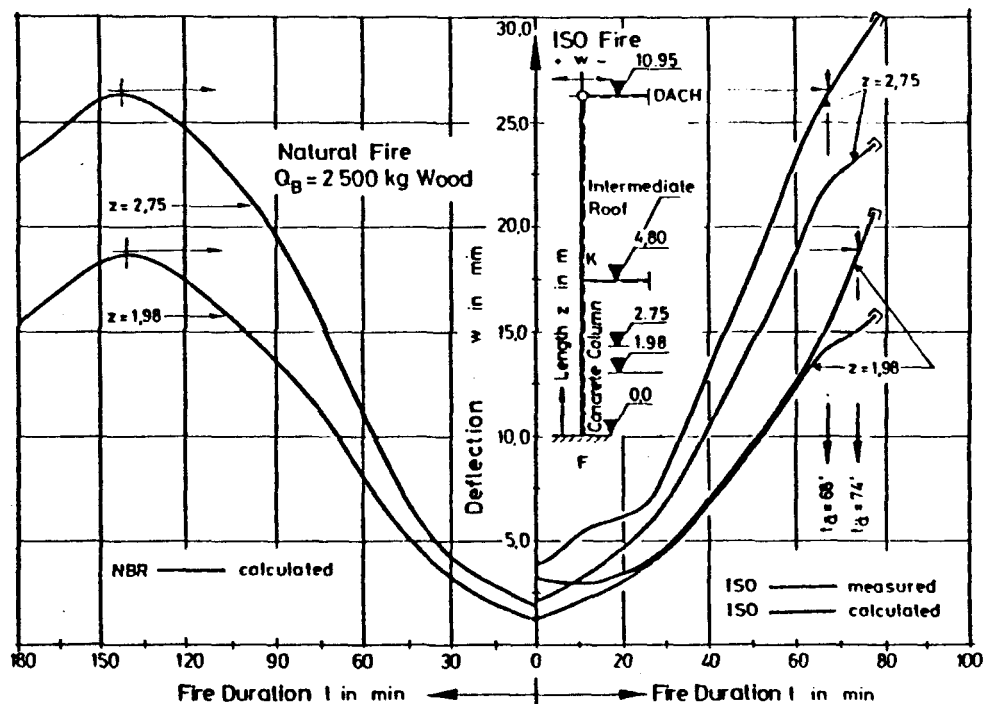


Bild 3.14: Berechnete und gemessene Verformungen der Rahmenstütze bei unterschiedlicher Brandbeanspruchung

Diese Werte weichen zwar nur geringfügig von den in Abschnitt 3.3 ermittelten Werten ab, doch ist erkennbar, daß die ermittelten äquivalenten Branddauern von den gewählten Kriterien (Temperatur an einem bestimmten Punkt oder Verformungsverhalten des Bauteils) abhängen. Hier sind klärende Untersuchungen nötig. Dieser Sachverhalt wurde oftmals bei Benutzung unterschiedlicher statischer Randbedingungen zur Bestimmung der äquivalenten Branddauer beobachtet /12/. Im übrigen zeigt sich, daß die Konstruktion den Naturbrand mit 2500 kg Brandlast ohne Einsturz übersteht. Dieses Ergebnis unterstreicht die Zuverlässigkeit der Stahlbetonbauweise insgesamt, weil im vorliegenden Fall von vergleichsweise ungünstigen Randbedingungen ausgegangen wurde.

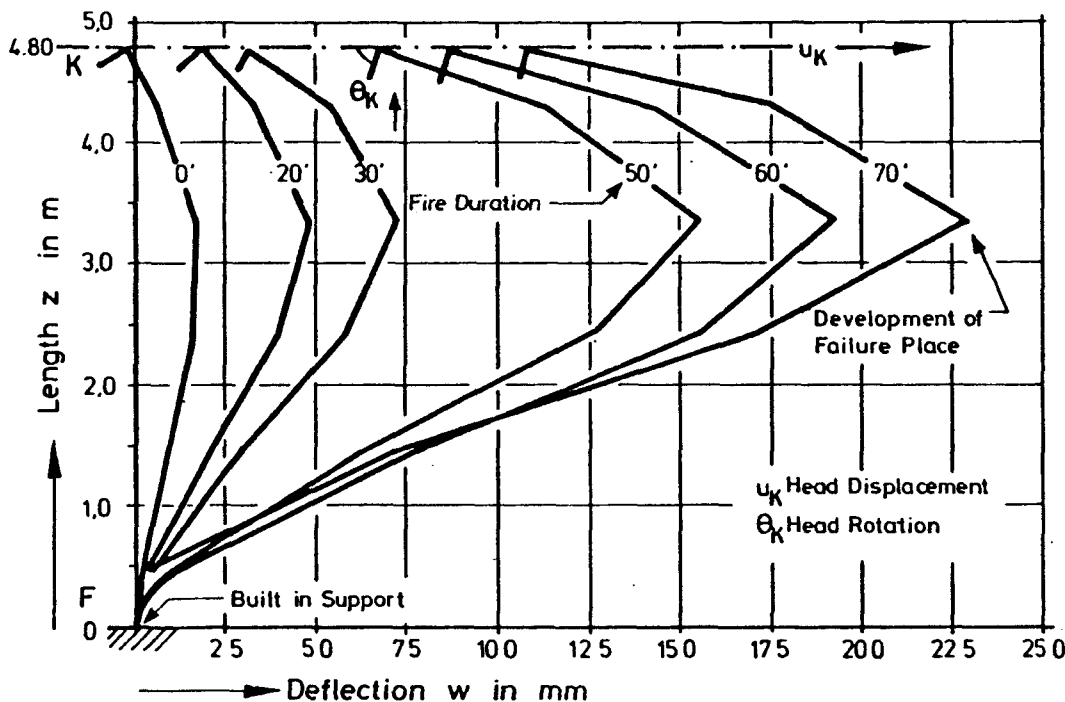


Bild 3.15: Berechnete Verformungen der Rahmenstütze bei allseitiger Normbrandbeanspruchung

Bild 3.15 zeigt die berechneten Stützensausbiegungen der untersuchten Stahlbetonstütze mit fortschreitender Branddauer, wobei die Dehnung der Stütze auf dem Bild nicht dargestellt ist. Der höchstbeanspruchte Querschnitt liegt etwa im oberen Drittelpunkt der Stahlbetonstütze. Bei der Versuchssimulation wurde dieses ebenfalls festgestellt. Die Stütze versagte schließlich genau im oberen Drittelpunkt - dort, wo die abgebogene Kragarmbewehrung endete.

Auf Bild 3.16 ist die im Brandversuch geprüfte Stahlbetonstütze nach Versuchsende dargestellt. Man erkennt deutlich die Bruchstelle im oberen Stützendrittel. In diesem speziellen Versuch hat die Stütze übrigens eine Branddauer von 80 Minuten erreicht, d.h. sie hat die F 90-Klassifizierung von DIN 4102 Teil 2 nicht erfüllt. Die rechnerischen Untersuchungen haben dagegen eine theoretische Feuerwiderstandsdauer von 77 Minuten ergeben. Die Berechnungen zeigen somit,

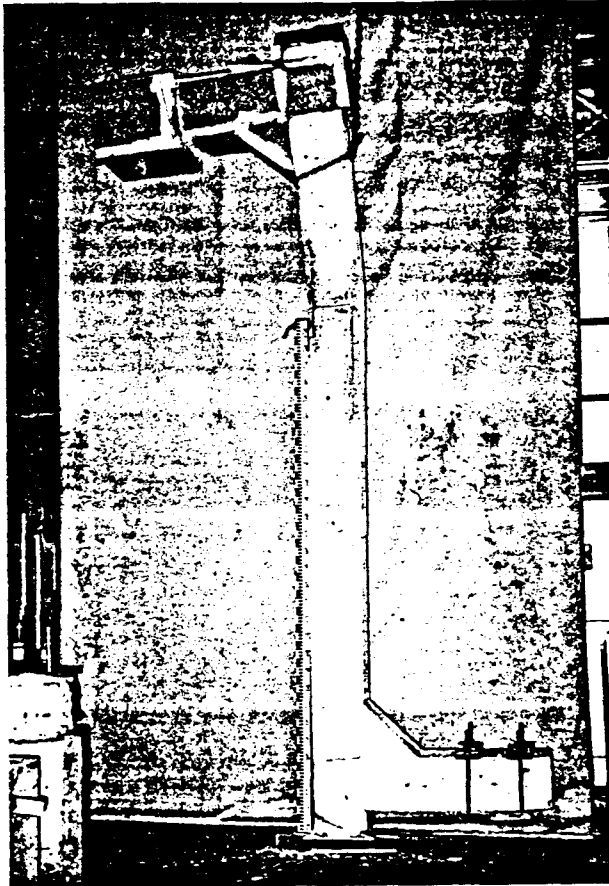


Bild 3.16: Bruchbild der untersuchten Rahmenstütze nach 80 Minuten Normbranddauer

was die Feuerwiderstandsdauer betrifft, eine gute Übereinstimmung mit dem Versuchsergebnis.

4 Erfahrungen aus der Praxis

Das Brandverhalten von Stahlbetonkonstruktionen in der Praxis ist weitgehend bekannt, so daß im Vergleich zu anderen Bauarten brandschutztechnische Probleme kaum auftreten. Bei extrem hohen Brandlasten und -einwirkungen wurde jedoch gelegentlich auch das Einstürzen bzw. Versagen von Stahlbetonkonstruktionen beobachtet /19, 20/. Im vorliegenden Fall interessiert also die Frage, inwieweit sich die hier dargelegten Untersuchungen an einer Gesamtkonstruktion, d.h. einer monolithisch verbundenen Stahlbetonrahmenkonstruktion, mit den Erfahrungen aus der Praxis decken.

Auf Bild 4.1 ist das Verhalten einer solchen monolithischen Stahlbetonkonstruktion nach extremer Brandeinwirkung dargestellt. Das Bild zeigt die infolge eines langandauernden Kellerbrandes eingestürzte Pilzdeckenkonstruktion /23/. Interessant ist hier insbesondere das beobachtete Verhalten der Pilzkopfstütze, welches mit dem theoretisch prognostizierten Verhalten verglichen werden kann. Das Bild zeigt deutlich, daß ein Stützenversagen im kopfnahen Bereich der Stütze eintritt, wobei sicherlich in diesem Fall die Verschiebung der Deckenkonstruktion zu dieser Versagensart geführt hat.

5 Schlußfolgerungen

Die vorstehende Studie beschäftigt sich mit der Frage des Brandverhaltens von monolithisch verbundenen Stahlbetonkonstruktionen. Ausgangspunkt der Überlegungen bildete eine Stahlbetonhallenkonstruktion, wie sie heutzutage vielfältig Verwendung finden kann. Ausgehend von theoretischen Überlegungen wurde gezeigt, in welcher Weise monolithische Stahlbetontragwerke einer Beurteilung gemäß DIN 4102 zugänglich gemacht werden können.

Spezielle statisch-mechanische Randbedingungen für Stützen oder Rahmenriegel lassen sich unter Modifikation der bekannten Normversuche nach DIN 4102 versuchstechnisch simulieren. Die Simulation einer vergleichsweise komplex beanspruchten Stahlbetonrahmenstütze der Klasse F 90 brachte im Brandversuch gemäß DIN 4102 einen Versuchswert von 80 Minuten.

Die ermittelte äquivalente Branddauer lag bei vergleichsweise hoher Brandlast der betrachteten Stahlbetonhalle bei maximal 80 Minuten. Die genauere Untersuchung anhand des natürlichen Brandablaufs zeigte, daß die Gesamtkonstruktion diesen Brand in jedem Fall sicher übersteht und Löschmaßnahmen ohne Gefahr des Einsturzes des Tragsystems während des ganzen Brandgeschehens möglich sind.

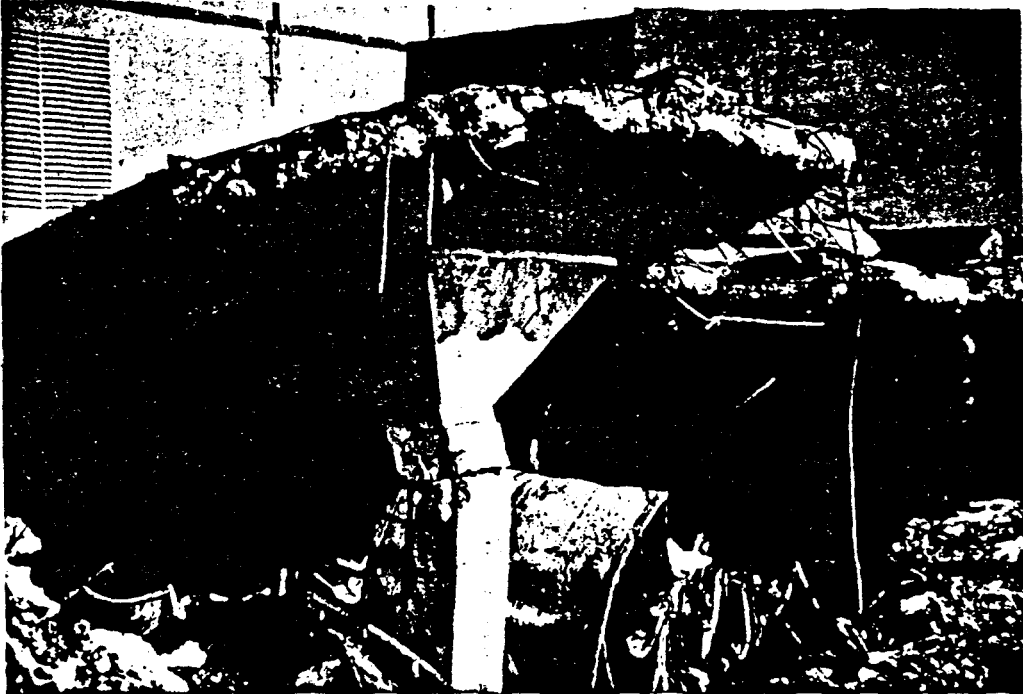


Bild 4.1: Bruchbild einer Pilzkopfstütze nach einem mehrstündigen Kellerbrand

6 Literaturverzeichnis

- /1/ Kordina, K., et al: Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen". Technische Universität Braunschweig, Arbeitsberichte der Jahre 1978 - 1980 und 1981 - 1983.
- /2/ Haksever, A.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonmassivplatten im Brandfall. Deutsche Bauzeitschrift, 1/79, S. 114 - 120.

- /3/ Schneider, U.; Haksever, A.: Untersuchung der äquivalenten Branddauer von natürlichen Bränden. Deutsche Bauzeitschrift, Heft 3, 1984 (erscheint demnächst).
- /4/ Haksever, A.: Ein Rechenmodell zur Beschreibung des Verhaltens von Gesamtbauwerken und Bauwerksabschnitten im Brandfall. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen, Technische Universität Braunschweig, Arbeitsbericht, Teil II, 1978 - 1980.
- /5/ Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 46, Braunschweig, 1981.
- /6/ Kawagoe, K.: Fire behaviour in rooms. Report of the Building Research Institute No. 27, Building Research Institute, Tokyo, Japan (1958).
- /7/ Babrauskas, V., et al.: Post-Flashover Compartment Fires. Report No UCB FRG 75-1, University of California, Berkeley, (1975).
- /8/ Bohm, B.: Fully developed polyethylene and wood compartment fires. Technical University of Denmark, Lyngby, (1977).
- /9/ McCaffrey, B.J.: Purely buoyant diffusion flames: Some experimental results, NBSIR 79-1910 (Oct. 1979).
- /10/ Zukoski, E.E.: Convective Flows associated with wood fires, Semiannual Progress Report, Grant No. 31892 XI, Calif., Inst. of Techn., USA, 1975.

- /11/ Haksever, A.; Hagen, E.: Natürlicher Brand, seine Einflußparameter in kleinen und großen Brandräumen. Teilprojekt C3 des Sonderforschungsbereichs 148, "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität, Arbeitsbericht Teil II, 1981 - 1983.

- /12/ Kordina, K.; Haksever, A.: Evaluation of the Road bearing capacity of columns of a hall building during a fire. Fire Safety Journal, 5(1983), 275 - 280.

- /13/ Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972.

- /14/ Pipes, L.A.: Matrix methods for engineering. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1963.

- /15/ Falk, S.: Technische Mechanik, Band III, Springer-Verlag, 1969.

- /16/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation, Technische Universität Braunschweig, 1979.

- /17/ Haksever, A.: Fire Response of total systems in a local fire, Fire Safety Journal, 4. (1981/82), S. 141 - 146.

- /18/ Walter, R.: Partiiell beanspruchte Stahlbetondecken-Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981.

/19/ Krampf, L.: Der Brand bei Linde, 1971. VFDB-Zeitschrift, Heft 2, 1973.

/20/ Brand eines Lagergebäudes 1960/1961 der Dötwyler AG, Altdorf, am 8./9. Mai 1983.

/21/ Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Habil. Techn. Uni. Istanbul (1982).

/22/ Roitman, M.J.: Grundlagen der Brandschutz-Normung im Bauwesen. Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld, (1972).

/23/ (Anonym): Military Personnel Records Center Fire, Show Lecture Series in Civil Engineering. Nat. Bur. of Stan., Wash. USA, (1973).

Summary

This study deals with the total response of reinforced concrete constructions in case of a natural fire. The exemplary starting point is a hall building which is used to-day widely for different purposes. By means of the theoretical investigations it is shown that the consideration of such systems with respect to ISO-Fire is possible.

In the test the frame interaction is simulated on a concrete column of Z-form which is exposed in fire by means of the support forces. The certain rotations of column ends after calculations are held during the ISO-Fire. The reinforced concrete column of the frame work of F-90 showed a fire resistance of 80 minutes after the test.

The equivalent fire duration obtained was maximum 80 min. which indicates that the hall building could resist against the natural fire predicted even under very unfavorable conditions and fire brigades could operate safely during the fire.

7. Liste. der Bezeichnungen

Bezeichnung	Bedeutung	Dimension
A_g	Grundfläche des Brandraums	m^2
A_j	Innere Wandoberfläche	m^2
A_w	Fensteröffnung	m^2
A_s	Bewehrungsquerschnitt	cm^2
b	Bauteilbreite	cm
c	Umrechnungsfaktor nach DIN 18 230	1
C	Faktor für einströmende Luftmenge	1
c_{pg}	Spezielle Wärmekapazität der Gase	kJ/kgK
c_w	Wärmekapazität der Umfassungsbauteile	$kJ/m^3 K$
d	Bauteiltiefe	cm
F_b	Brandherd	m^2
h'	Sturzhöhe	m
\dot{h}_c	freigesetzte Energie	kJ/s
h_D	Fensterhöhe	m
h_g	gespeicherte Energie im Heißgas	m
\dot{h}_L	Konvektion durch Öffnungen	m
\dot{h}_O	Fensterstrahlung	m
\dot{h}_w	an die Umfassungsbauteile abgegebene Energie	m
H_R	Brandraumhöhe	m
H_U	unterer Heizwert	kJ/kg
H	Plumehöhe	m
i, I	Laufvariable	m
\dot{m}_g	ausströmende Gasmengen	kg/s
m	Abbrandfaktor nach DIN 18 230	1
\dot{m}_L	einströmende Gasmengen	$kg/s, kg/min$
M	Biegemoment	kNm
N	Normalkraft	kN
n	Stabanzahl	1
O_2	Sauerstoffkonzentration	%
q	Brandbelastung	kWh/m^2
	statische Belastung	kN/m
Q	Restbrandlast	%

Bezeichnung	Bedeutung	Dimension
\dot{R}	Abbrandrate	kg/s
\dot{R}_{sp}	spezifische Abbrandrate	kg/m ² h
s_o	Bauteillänge vor der Brandbeanspruchung	m
s_t	Bauteillänge nach der Brandbeanspruchung	m
T	Querkraft	kN
t	Zeit	min
$t_{\ddot{a}}$	äquivalente Branddauer	min
T_g	Temperatur im Brandraum	K
T_o	Temperatur der Umgebung	K
T_w	Wandtemperatur	K
T	Heißgas-Temperatur	°C
u	Betondeckung	cm
u_k	Horizontale Verschiebung	mm
v_{gB}	Geschwindigkeit des ausströmenden Gases	m/s
v_g	Ausbreitungsgeschwindigkeit	m/min
v_l	Geschwindigkeit des einströmenden Gases	m/s
v_R	Volumen des Brandraums	m
w	Durchbiegung	mm
	Wärmeabzugsfaktor nach DIN 18 230	1
y_o	Dicke der Gasschicht	m
y_u	Dicke der Luftschicht	m
z	Längenkoordinate	m

Alle anderen Bezeichnungen wurden im Text erläutert.

α_a	Konvektiver Wärmeübergang (außen)	$\text{kJ/m}^2 \text{ hK}$
α_i	konvektiver Wärmeübergang (innen)	$\text{kJ/m}^2 \text{ hK}$
β_s	Streckgrenze des Betonstahls	N/mm^2
β_w	Würfelfestigkeit	N/mm^2
Δ	Differenzoperator	1
ϵ_a	Emissionszahl (außen)	1
ϵ_i	Emissionszahl (innen)	1
η	Herationsgröße	kg/s
ξ	Iterationsgröße	K
λ_w	Wärmeleitfähigkeit der Umfassungsbauteile	kJ/mhK
ρ_g	Dichte der Verbrennungsgase	kg/m^3
ρ_w	Dichte der Umfassungsbauteile	kg/m^3
σ	Stefan-Boltzmann-Konstante	$\text{kJ/m}^2 \text{ hK}^4$
θ	Verdrehung	1

Reiter! 1...200 ✓

16. MARZ 1989

30-0249/001